

建物 - 地盤系の強震観測記録に基づく

入力地震動の評価と免震技術

三神 厚¹

Empirical Evaluation of Kinematic Soil-Structure Interaction Based on Strong-Motion Accelerograms

by
Atsushi MIKAMI

Transfer functions represent the ratio in the frequency domain of one ground motion to another. Transfer functions are a convenient way by which the variation of earthquake ground motions from the free-field to the foundation-level of a structure can be quantified for studies of kinematic soil-structure interaction. Aside from ordinary filtering and baseline correction, substantial signal processing occurs in the computation of transfer functions, including windowing and smoothing. Utilizing several signal processing techniques on a sample data set, we find that detailed features of the transfer function ordinates can be affected by the degree of smoothing and by the window length. However, the overall shape and magnitude of the transfer functions are relatively consistent. More important than signal processing details is the frequency bandwidth over which the results are considered valid, because significant portions of the spectrum can be dominated by stochastic processes with little physical meaning. The author argue that transfer functions should be interpreted over those portions of the spectrum having minimal noise impact, as indicated by high coherence. Then, effect of embedment on reducing damage to buildings during 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake is investigated. Finally, utilizing the effect of kinematic soil-structure interaction, a new method of seismic isolation is proposed.

Key words: Kinematic Soil-Structure Interaction, Time Series Analysis, Seismic Isolation

¹ 徳島大学大学院ソシオテクノサイエンス研究部
Department of Civil and Environmental Engineering,
The University of Tokushima
*連絡先: 〒770-8506 徳島市南常三島町 2-1
徳島大学工学部建設工学科

1. まえがき

地盤とは異なる剛性や質量をもったサイズを有する構造物が、地中に埋設されていたり、地表に置かれていると、地震時において、その構造と地盤は異なった挙動をし、相互に影響を及ぼしあう。これを構造物と地盤の動的相互作用という。

構造物と地盤の動的相互作用問題は、サブストラクチャー法に基づいて解析されることが多い。サブストラクチャー法では、動的相互作用によって生じる基礎と地盤の応答の差を以下の2ステップに従って評価する。第1ステップでは、構造物と基礎の質量を0とした場合の基礎の応答を求める。この応答は基礎入力動と呼ばれ、基礎/地盤の伝達関数で表現される。第2ステップにおいて、構造物の動的応答および基礎質量によってもたらされるベースシアとモーメントに伴う基礎の変位と回転が基礎入力動に加えられる。

ところで、1995年の兵庫県南部地震では、設計で想定した地震動をはるかに超える強度をもつ地震動に見舞われたにも関わらず、新耐震設計法で設計された建物など、多くの構造物が壊れなかった。日本学会議の地震工学専門委員会報告⁽¹⁾では、壊れるはずの建物が壊れなかった原因を2つに絞り、そのうちの1つを地震動の入力損失であるとしている。

地震動の入力損失とは、地震動が構造物に入射する際、その一部が基礎の剛性によって散乱し、入力エネルギーが損失する現象である。地震動の入力損失の問題は、構造物と地盤の動的相互作用の一部と位置づけられる。動的相互作用解析は、その数学的難解さのため、様々な解析上の仮定(理想化)がなされるため、「実際にどれだけ効果があるのか？」という疑問を持たれることがしばしばある。すなわち、実観測記録からのアプローチが不十分であることが、相互作用現象の重要性についての説得力を弱める一因となっている。

そこで本研究では、実観測記録に基づいた入力損失の評価を行う。入力損失を引き起こす要因としては、構造

物の埋設と Base Slab Averaging 効果(基礎スラブによる地震動の平均化効果、以後、BSA と呼ぶ)がある。ここでは、BSA について検討を行う。BSA を実観測記録に基づき評価した研究としては、Kim and Stewart (2003)や Mikami et al. (2006)などがある。

2. 伝達関数の計算

2.1 スペクトル密度関数を用いた伝達関数の計算

伝達関数は、 x なる入力信号を与えられたシステムがその形を変え、 y として信号を出力する時、このシステムの特性を代表するものとして表すことができる。キネマティック相互作用について言えば、 x が自由地盤地震動で、 y が基礎入力動である。入力と出力のパワースペクトル密度関数とクロススペクトル密度関数を用いて、2つの伝達関数の複素数表現が可能である。

$$H_1(f) = \frac{S_{xy}(f)}{S_{xx}(f)} \quad (1)$$

$$H_2(f) = \frac{S_{yy}(f)}{S_{xy}(f)} \quad (2)$$

ここで、 $S_{xx}(f)$ と $S_{yy}(f)$ は、それぞれ、入力信号

と出力信号のパワースペクトル密度関数で、 $S_{xy}(f)$

はクロススペクトル密度関数である。

伝達関数 $H(f)$ の2つの複素表現は、理論的には等しいはずだが、一般的には、ノイズなどの影響を受けて等しくならない。そのようなノイズがある場合、両者の中間的な推定値として、以下のような伝達関数の値を求めることができる。

$$|H_3(f)| = \sqrt{\frac{S_{yy}(f)}{S_{xx}(f)}} \quad (3)$$

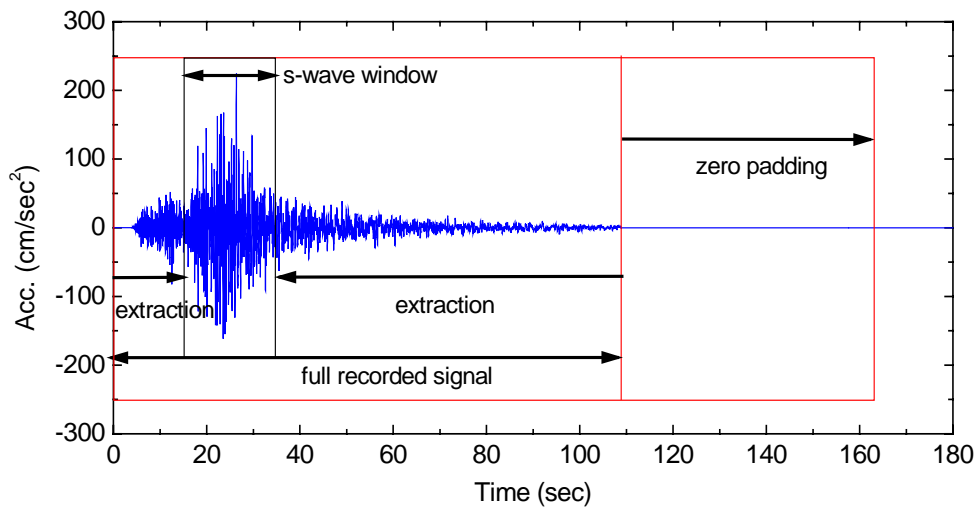


図1 2003年宮城県沖地震の際、東北工業大学の自由地盤で観測された記録

ノイズその他の瑕疵による伝達関数に対する影響は、コヒーレンス関数を用いて、次のように、評価することができる。

$$\gamma^2(f) = \frac{H_1(f)}{H_2(f)} = \frac{|S_{xy}(f)|^2}{S_{xx}(f)S_{yy}(f)} \quad (4)$$

コヒーレンスの値は0から1まで変化する。1からずれるのは、ノイズや波動散乱などによる物理的なプロセスにより生じるものである。コヒーレンシーという言葉も使われるが、これは、コヒーレンスの平方根のことである。

2.2 信号の取り出しと後続のゼロ

時刻歴の高速フーリエ変換をするには、 2^n 個のデータを取り出して解析する必要がある。図1は、2003年宮城県沖地震($M_j = 7.0$)の際、観測された時刻歴である。時刻歴のすべてを使いたい場合には、後続の0をつけてデータ個数が 2^n になるようにする。あるいは、例えば、S波の部分など、ある時間区間を取り出して解析する場合もある。データの取り出しを行う場合には、通常、テーパーをかけた上で取り出す。単に取り出すこと

は、時間領域において矩形のフィルターを故意に作用させたことに相当するからである。

図2には、全区間の時刻歴のフーリエスペクトルとS波を含む短い時間区間のフーリエスペクトルを示す。S波部分を切り取るにあたっては、テーパー長が信号長の10%となるようなコサインテーパーを作用させた。スペクトル形状の違いは小さいが、どういう時刻歴の部分を解析したのかについては詳しく記述しておく必要がある。既往の研究で、基礎と自由地盤の伝達関数を計算した研究では、解析を行った時刻歴区間について触れられていないか、あるいは、観測された時刻歴のすべての区間を使用している場合が多いようである。

2.3 スムージング

スムージングしていないフーリエ振幅スペクトルとパワースペクトルは、周波数ごとの変動が激しく、物理的な解釈がしづらい。このため、通常、伝達関数を計算するに先立ち、パワースペクトル密度関数に対してスムージングが行われる。スムージングを行うには、時間領域で行う方法と周波数領域で行う方法がある。

時間領域のスムージングは、加速度時刻歴を m 個の

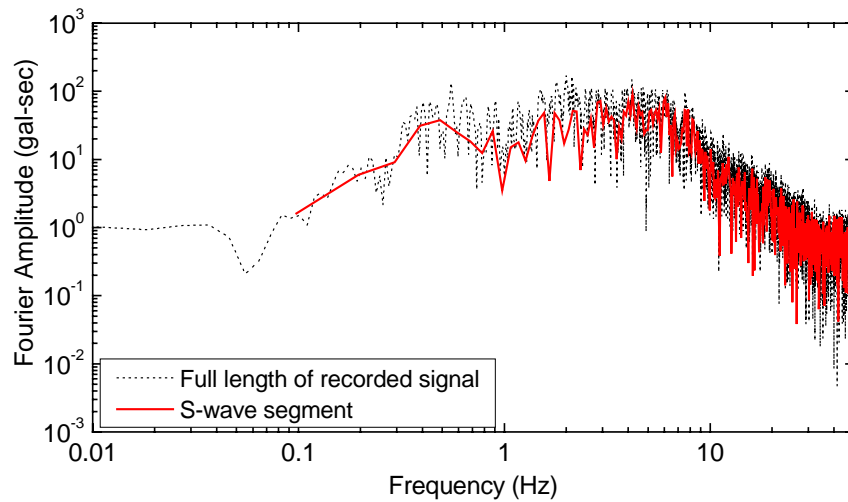


図2 フーリエスペクトルに対するデータ抽出区間の違いの影響

等しい時間区間に分割し、各区間にテーバーを作用させたもののパワースペクトル密度関数を求め、それらを平均することによって平滑化する。Kim & Stewart⁽²⁾は、Kaiser windowをテーバーに用い、4 区間、重複なしでこの手法を適用している。

一方、周波数領域の同定では、スペクトル密度関数に対し直接的にスムージングを行う。図3 に例を示す。このスムージング手順は、数学的には、以下のように示すことができる。

$$S(f) = \int_{-\infty}^{\infty} S(g)W(f-g)dg \quad (5)$$

これら時間領域、周波数領域におけるスムージングの程度は、有効バンド幅によって定量的に表現することができる。有効バンド幅が増えれば、スムージングの程度も顕著になることになる。周波数領域におけるスムージング手順により、スムージングウィンドウの有効バンド幅は、同じ分散を与える矩形ウィンドウの幅として定義される。

$$B_e = \frac{1}{\int_{-\infty}^{\infty} W^2(f)df} \quad (6)$$

一方、等価なバンド幅を有するデジタルウィンドウは以下のように書ける。

$$B_e = \frac{1}{\sum_{j=-m}^m p_j^2} \Delta f \quad (7)$$

ウィンドウ関数として、以下に示す Hamming window を用いる。

$$\bar{S}_k = 0.23S_{k-1} + 0.54S_k + 0.23S_{k+1} \quad (8)$$

一例として、等価なバンド幅を有する時間領域、および周波数領域におけるスムージング法を用いて得られた伝達関数とコヒーレンス関数の比較を図4 に示す。

3. Base Slab Averaging

3.1 検討対象サイト

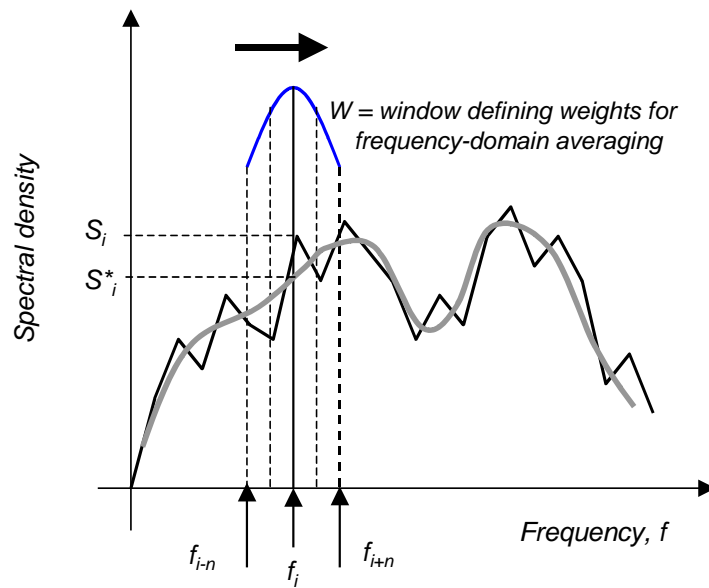


図3 周波数領域におけるスムージング

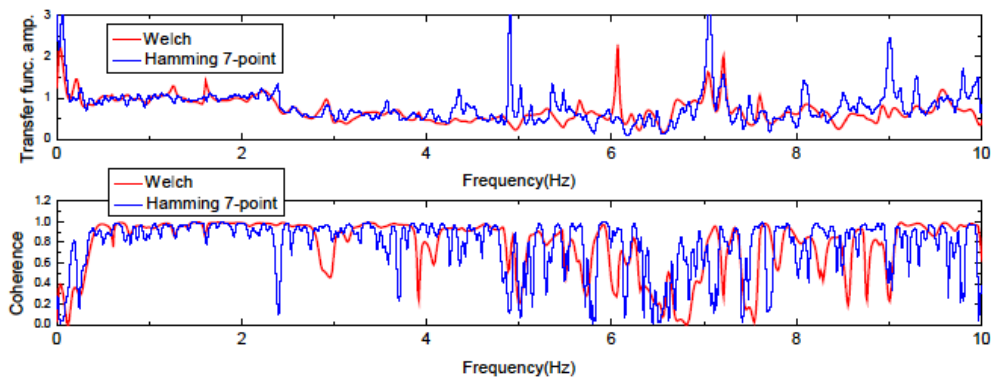


図4 伝達関数とコヒーレンス関数

本章では、前章で述べたスムージング方法を東北工業大学の自由地盤と工学部6号館の基礎レベルで観測された強震記録に対し適用する。ここで用いる強震記録は、2003年宮城県沖地震(気象庁マグニチュード=7.0)の際、観測されたもので、100Hz サンプリング、データ個数10890個(継続時間=108.9sec)である。スムージングに先立ち、強震記録にはコーナー周波数0.1(Hz)のハイパスフィルターをかけている。そして、テーパ処理をしてS波部分を取り出している。

この建物は、1969年の築で、地上4階建の典型的な学校建築で、地下階はない。鉄骨鉄筋コンクリート造で、

長手方向には鉄骨鉄筋コンクリートのフレーム構造で抵抗し、一方、短手方向にはせん断耐震壁によって抵抗する構造となっている。1次の固有振動数は、長手方向に対し、約2.3(Hz)である。基礎は、先端支持のプレストレストコンクリートパイルと、杭頭を支えるフーチング、およびそれらのフーチングを連結する基礎梁からなる。

このサイトは、仙台平野のやや傾斜のある場所に立地している。建設当時、ボーリングが実施されているが、その後本研究期間中にPS検層を実施した(この費用は、科学研究費補助金:基盤(C),研究代表者=三神厚である)。そのため、P波、S波の速度構造がわかっている。土質

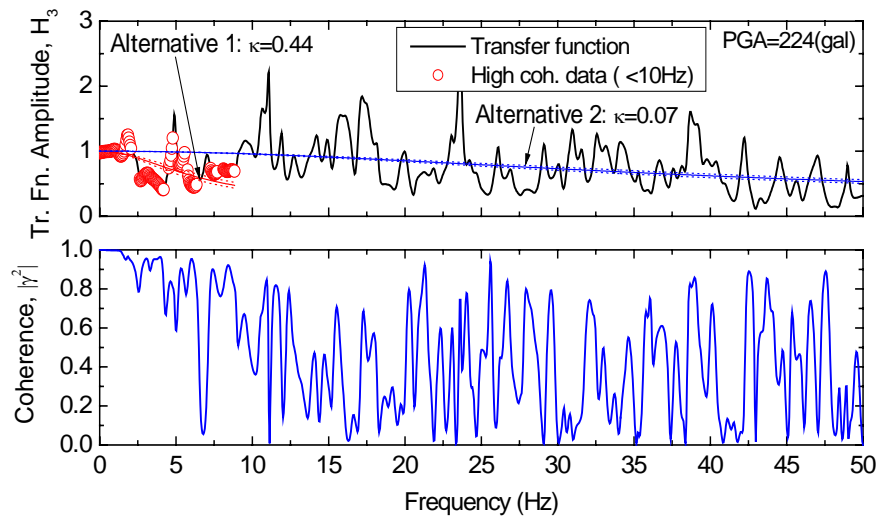


図5 2003年宮城県沖地震の際の基礎レベルと自由地盤の伝達関数とコヒーレンス関数

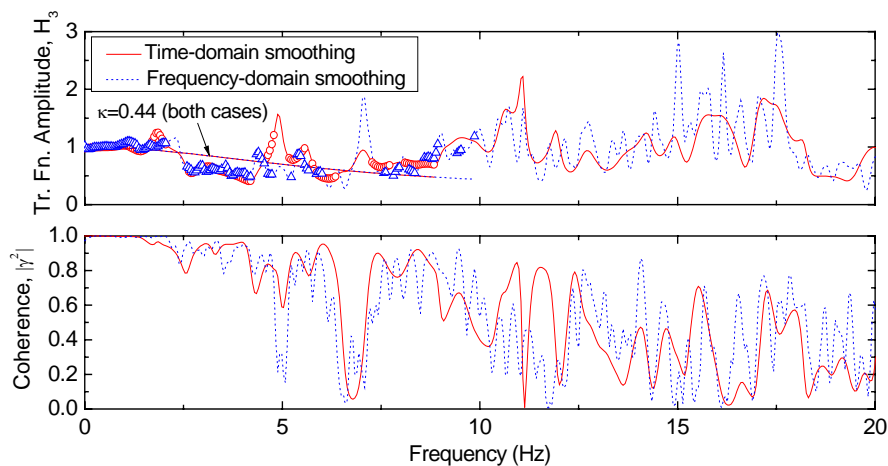


図6 時間領域と周波数領域におけるスムージングを用いた伝達関数とコヒーレンス関数

は、地表から 6m 程度、表土堆積物があり、その下に泥岩、砂質土、砂岩などが交互に堆積し、25m までの土質が明らかになっている。

自由地盤の強震計は建物から約 5m 離れたところに設置されている。また、建物の西側には、低層の実験棟が隣接しているが、両者は構造的にエキスパンションジョイントで分離されている。強震記録は 1 階と 4 階に設置されている。デジタル強震計は 0.1(Hz) から 30(Hz) でフラ

ットな周波数特性を有し、ラジオの時報を用いて同期させている。ここでの検討では、建物の長辺方向の記録を用いる。

3.2 いくつかの平滑化法による伝達関数の計算

3.2.1 伝達関数の計算において考慮する周波数帯の効果

異なる伝達関数の違いの意義を評価するため、伝達関

数に対する回帰分析を行う。Veletsos により理論的に得られた基礎/地盤の伝達関数は、次式で示される。

$$|H| = \sqrt{\frac{S_{xx}}{S_{gg}}} = \frac{1}{b_0} \sqrt{1 - \exp(-2b_0^2)[I_0(2b_0^2) + I_1(2b_0^2)]}$$

(9)

式(9)による回帰では、信頼性があると思われるデータを選択して用いる。また、ノイズスペクトルとの比較も行い、信頼性を確認している。

図 5 は、2003 年宮城県沖地震の際の東北工業大学 6 号館における基礎レベルと自由地盤の伝達関数とコヒーレンスである。時間領域のスミージングを行ったものであるが、おおよそ 12Hz を超えるとコヒーレンスの値は、0.2~0.3 に収束している。興味深いことに、ホワイトノイズ同士のコヒーレンスの平均値は、同じスミージングの方法を用いて 0.25 ± 0.04 程度である。結果として、このケースでは、12Hz を超える領域では、位相の変動はランダムであるといえる。伝達関数の振幅の値は、位相の値と相関があるという既往の研究から、その周波数範囲では伝達関数の値自体もかなりランダムなものであると思われる。結果として、著者らはその周波数帯で伝達関数の検討することにはあまり意味がないものと判断した。

こういった効果の重要性を評価するために、式(9)に対する 2 つの回帰の方法を比較する。1 つはコヒーレンスの値が 0.8 以上のものを採用するという考え方で、Kim and Stewart によって用いられたものである。彼らはの方法では、10Hz に敷居を設け、それ以上の周波数領域ではデータポイントを採用しない。もう 1 つは、すべての伝達関数値を採用する考え方である。結果を比較すると、前者は伝達関数の大きな低減が見られインコヒーレンスパラメーターが大きくなるのに対し、後者では周波数の増加に対する伝達関数の顕著な低減が見られず、結果、インコヒーレンスパラメーターが小さい。この場合、数 Hz から 10Hz 程度にいたる工学的に重要な範囲において、観測記録から得られた伝達関数の低減を表現できていない。他の強震観測記録についても検討を行ったが、同

様な結果が得られた。

3.2.2 時間領域と周波数領域のスミージング

図 6 は時間領域と周波数領域の異なるスミージング方法を使った時の伝達関数の計算結果である。ただし、等価な両者においてスミージングバンド幅は一致させている。ここでは、前述のノイズの影響を除去する方法を採用している。図を見ると、両者はよく一致しており、式に対する最小二乗回帰の結果得られたインコヒーレンスパラメーターの値はともに 0.44 で一致している。このことから、等価なスミージングバンド幅がほぼ一致していれば、時間領域スミージング、周波数領域スミージングの違いによる解析結果の違いは少ないものと考えられる。

さらなる検討結果の詳細については、文献(4)を参照されたい。

4. 鉄筋コンクリート建物の地震被害に対する埋設効果の統計的評価

地震動の入力損失効果については、これまで日本の建物の設計にほとんど考慮されておらず、建築物荷重指針・同解説⁵⁾でようやく導入された。埋設を有する建物で剛基礎の仮定が成立するか否かという問題もあるが、もし剛基礎の仮定が成り立ち、地震動の入力損失があったならば、入力損失を考慮せずに設計された建物の地震被害の低減に寄与していることが示せるはずである。そこで本研究では、埋設を有する RC 建物の地震動入力損失について、建物の地階による埋設効果によって地震被害の低減に寄与する割合を、兵庫県南部地震に関する実地震被害データをもとに統計的に評価する。

4.1 要因別の被害分析

地階の存在が建物の地表被害度に及ぼす影響を検討するにあたり、まず兵庫県南部地震の建物被害調査報告書⁶⁾をもとに RC 公共建物の被害度と建物諸元からなるデータベースを作成した。建物諸元としては、報告書から

得られる情報として、竣工年、地上階数、地下階数を用いた。さらに、建物が立地する地盤の揺れを表す代表的な指標として、地盤の最大速度を林らの検討結果⁵⁾から決定し、データベースに加えた。神戸市域は表層地盤がくさび状に堆積しているが、本研究では、地階による埋設効果に着目するため、堆積層が薄い地域は検討対象外とした。また、顕著な液状化が発生したポートアイランドや沿岸部の建物も検討対象としなかった。

まず、データベースの情報をもとに、建物被害に及ぼす要因について議論を行う。図7には、それぞれ、竣工年が1971年以前、1972～1981年、および1982年以後の建物について、建物被害度の割合関係を示したものである。耐震設計法が大きく変化する1981年を境にして、それ以前に竣工された建物には甚大な被害が発生する割合が大きくなっているが、これについては、すでに、一般に指摘されていることである。

4.2 数量化 類を用いた被害要因の統計的分析

震災の帯内の77サンプルを用いて、前述の各要因(アイテム)が建物被害に及ぼす寄与度を検討する。検討にあたっては、「質的な外的基準」を「質的および量的な内的基準」によって判定する数量化 類を適用した。被害度を外的基準、各要因を内的基準とする。外的基準は2分類とし、無被害、軽微、小破の3つを被害の小さい群(以下「小被害」と表記する)、中破、大破、倒壊の3つを被害の大きい群(以下「大被害」と表記する)とした。

竣工年は、建築基準法が大きく改正された1971年と1981年を境に3分類とした。地上階数については5階以下(中低層)と6階以上(高層)の2分類とした。地下については、地下なし、地下1階、地下2階以上の3分類、最大速度は100kine未満、以上の2分類とした。数量化 類による解析結果を図8に示す。建物被害度のカテゴリー数量はマイナスが大被害となる。これらによると、建物被害度の変動のうち、およそ31%がこれらの要因で説明されている。カテゴリー数量の範囲は、その要因の寄与度を表すが、図1を見ると、4つの要因のうち、竣工年の影響が最も大きく、ついで、地下階数、最大速度、地上階数の順となるが、地階の影響は竣工年の影響とほぼ同程度あることがわかる。ただし、地階が1の場合には、被害を低減する効果が現れていない。これについては、今後、詳細な検討を加える必要がある。

また、地下階数は地上階数と関係がある可能性が考えられる。そこで、地上階数を内的基準から除いた場合について検討を行ったが、ほぼ同様な結果が得られた。

5. 免震技術への応用

本研究で取り扱ったキネマティック相互作用による地震動の入力損失現象を応用して、建物の免震化を試みる。ここでは、特に社寺建築への適用を模索する。

5.1 背景

例えば、四国八十八箇寺のような重要伝統建築物では、

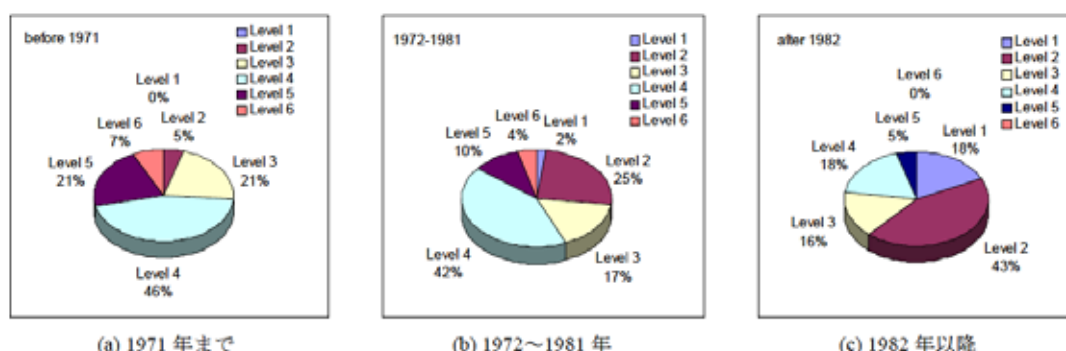


図7 竣工年の違いによる建物被害度の分布

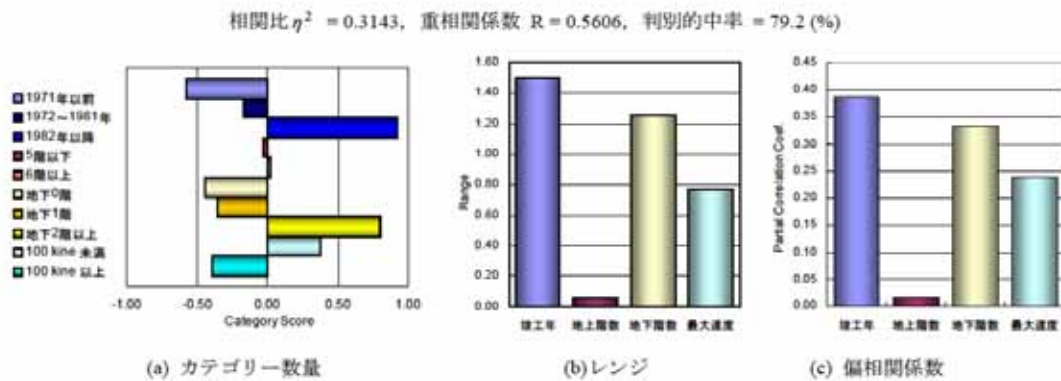


図8 数量化 類による解析結果

その耐震化の必要性は認められているものの、建物そのものが歴史的価値を有するため、それに手を触れたくないと考えるのが普通である。また、建物の耐震工事期間中、参拝をストップすることは事実上、不可能である。

5.2 建物の免震化

1つの解決策は建物の免震化である。もし、周囲からは見えにくい建物の基礎部に手を加えることを拒まないのであれば、基礎部に免震ゴムを設置し、建物を長周期化、高減衰化する方法が考えられる。

本研究では、別の免震化手法を提案する。この方法は、基礎と地盤のキネマティック相互作用を応用したもので、地盤中に建物を取り囲むように地中連続壁を打設し、剛性を高めることで入力地震動の散乱を引き起こそうとするものである。前述のように、地下階が埋設による入力損失効果に寄与することが考えられるが、ここで考える連続壁は、ちょうど、地下階のない建物に埋設効果を持たせることに相当する。

5.3 免震効果の検討結果

免震化を実現する方法としては、連続壁の打設の他に、建物直下の地盤改良を行い、剛性を高める方法もある。ここでは、建物直下に幅 20m × 奥行き 20m × 深さ 10m のコンクリートブロックが埋設された理想的な状態を考える。

免震効果を検討するにあたり、ここでは、実際の木造建築を考えることはしない。代わりに、計測震度の変化をみることにする。これは、計測震度と木造家屋の被害に相関があるからである。また、強い揺れを考えると、土の剛性劣化により免震効果が変化することが考えられるので、ここでは、地盤が非線形領域に至らない程度の揺れをとして、自由地盤上で計測震度が3.90となるものを選択した。これに対し、図9に示すような入力損失曲線をフィルターとして作用させた。その結果、計測震度は、3.56に低下した。

その他、地盤改良効果を想定して、ここで考えたコンクリートブロックの剛性を 1/10 に落として入力損失曲線を評価してみたが、ほとんど同じ入力損失曲線となった。よって、この程度の免震効果ならば、地盤改良によっても実現可能であると思われる。

なお、本来はこの入力損失フィルターで水平動の入力損失を考えるだけでなく、励起される回転も考慮する必要があるが、ここでは、低層の木造建築を想定しているため、回転の励起については無視した。

7. まとめと成果

本研究は、地震時における建物と地盤の動的相互作用のうち、キネマティック相互作用について、主に、経験的アプローチによって評価したものである。成果を整理すると、以下の通りである。

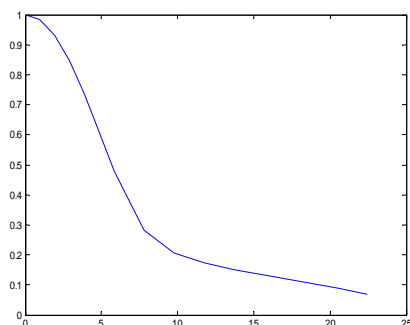


図9 入力損失曲線

- (1) 建物と地盤の同時観測記録を用いて建物に対する地震動の入力損失を経験的に評価するプロトコルを構築した。得られた成果は、国際ジャーナルに投稿し、掲載された。
- (2) また、ここでは紙面の都合上、省略したが、本研究の成果の一部は、文献(7)に示す成果としてまとめた。この委員会は、“Code for code writers”を目指し、日本地震工学会の委員会で取りまとめたものである。
- (3) 建物の地階による埋設効果を統計的手法によって検討した。その結果、埋設効果により被害が低減していることがわかった。
- (4) キネマティック相互作用を応用した建物の免震手法を提案した。ある程度の免震効果は確認されたが、十分とは言えず、実用化にあたってはさらなる検討が必要と思われる。

参考文献

- (1) 地震工学専門委員会報告：地震防災の技術と科学の質的向上と国際競争力強化，メカニクス・構造研究連絡委員会，日本学術会議，2003。
- (2) Kim, S. and Stewart, J. P.: Kinematic Soil-Structure Interaction from Strong Motion Recordings, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 129, No. 4, pp. 323-335, 2003.
- (3) Mikami, A., Stewart, J. P., Ostadan, F. and Crouse, C. B.: Representation of Ground Motion Incoherence for the

Analysis of Kinematic Soil-Structure Interaction, The 8th National Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Paper No. 1071, 2006.

- (4) Mikami, A., Stewart, J. P. and Kamiyama, M: Effects of Time Series Analysis Protocols on Transfer Functions Calculated from Earthquake Accelerograms, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Elsevier, Vo..28, pp.695-706, 2006.
- (5) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説，2004。
- (6) 日本建築学会：1995 年兵庫県南部地震鉄筋コンクリート造建築物の被害調査報告書，第 編 公共建築 データシート，pp.181-187，1997。
- (7) 西村 昭彦, 三神 厚, 他 42 名：基礎と地盤の動的相互作用を考慮した耐震設計ガイドライン(案), 日本地震工学会, 2007.

謝辞

本研究を遂行するにあたり、徳島大学大学院ソシオテクノサイエンス研究部の研究プロジェクトとして採択して頂き、また助成金を賜り、誠にありがとうございました。

研究内容については、University of California, Los Angeles の J.P. Stewart 教授より、終始、ご指導頂きました。また、東北工業大学の神山眞先生から、貴重なデータを提供して頂きました。

研究の遂行にあたっては、大学院の松田敏和君、吉岡理絵さん、卒業生の妹尾勉君にデータ整理をお手伝い頂きました。

以上、関係各位に感謝致します。